Caracterización Dinámica del Edificio 'María Nieves y Bustamante' de la Universidad Católica San Pablo de Arequipa y su Subsuelo a través del Uso de Sismógrafos

Dynamic Characterization of the 'María Nieves y Bustamante' Building at the Catholic University of San Pablo in Arequipa and its Subsoil Using Seismographs

Yimy Carpio[1], Enrique Simbort[2], Genner Villarreal [3]

Resumen. - La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características y del comportamiento del suelo circundante. Determinar los periodos de vibración y sus modos es crucial para comprender y predecir la respuesta ante cargas externas. A menudo, estos periodos se estiman con fórmulas teóricas, que pueden no reflejar la realidad. En este estudio, se usaron mediciones de microvibraciones con sismógrafos para analizar un edificio universitario en Arequipa, Perú. Se hicieron mediciones en 22 ubicaciones de la estructura y una en el suelo. Los datos se procesaron para eliminar ruidos y se convirtieron en espectros de frecuencia. Se obtuvo el periodo fundamental de vibración, una aproximación de sus modos y detalles sobre las frecuencias de resonancia del suelo, espesores de estratos bajo la estructura y velocidades de ondas S en el subsuelo. Esta evaluación precisa, sin depender solo de cálculos teóricos, es crucial para asegurar el cumplimiento de los estándares de diseño. Además, este enfoque no intrusivo reduce significativamente el tiempo y los costos asociados con la obtención de datos geotécnicos esenciales.

Palabras clave: Monitoreo estructural; monitoreo estratigráfico; sismógrafo; calibración de modelos estructurales.

Summary. - *The seismic response of a structure depends on its characteristics and the behavior of the surrounding soil. Determining the vibration periods and their modes is crucial for understanding and predicting the response to external loads. Often, these periods are estimated using theoretical formulas, which may not accurately reflect reality. In this study, measurements of microvibrations were used with seismographs to analyze a university building in Arequipa, Peru. Measurements were taken at 22 locations within the structure and one in the ground. The data were processed to eliminate noise and converted into frequency spectra. The fundamental vibration period was obtained, along with an approximation of its modes, and details regarding the resonance frequencies of the soil, thicknesses of strata beneath the structure, and S-wave velocities in the subsurface. This precise evaluation, not solely reliant on theoretical calculations, is crucial for ensuring compliance with design standards. Furthermore, this non-intrusive approach significantly reduces the time and costs associated with obtaining essential geotechnical data.*

Keywords: *Structural monitoring; stratigraphic monitoring; seismograph; structural model calibration.*

[1] Ingeniero Civil. Universidad Católica San Pablo, yacarpio@ucsp.edu.pe, ORCID iD: 0000-0002-5797-1997
[2] PhD. Universidad Católica San Pablo, egsimbort@ucsp.edu.pe, ORCID iD: 0000-0002-5187-3309
[3] PhD. Universidad de San Martin de Porres, gvillarrealc@usmp.pe, ORCID iD: 0000-0003-1768-646X

1. Introducción. – El monitoreo de la salud estructural de un edificio es una herramienta valiosa para comprender la respuesta de una estructura ante excitaciones provenientes de fuentes externas. A lo largo del tiempo, se han implementado dispositivos de medición como acelerógrafos y sismógrafos en diversas estructuras para evaluar su comportamiento. Los monitoreos periódicos permiten analizar el daño acumulado en una estructura debido a vibraciones excesivas, ya sean verticales u horizontales, lo que brinda a los investigadores un modelo del daño acumulado [1] . Las inspecciones constantes durante procesos de reforzamiento mejoran la expectativa de vida de las estructuras [2]. En el caso de proyectos que no fueron instrumentados durante su construcción, como estructuras patrimoniales o edificaciones que no están obligadas a instrumentar según algunas de las normativas latinoamericanas [3], la caracterización dinámica de una estructura con dispositivos portátiles y la calibración de modelos con propiedades de materiales, geometría y dimensiones se convierten en una metodología atractiva para disponer de modelos representativos [4].

La caracterización dinámica de estructuras mediante el uso de sismógrafos constituye una metodología de reciente adopción que ha arrojado resultados de alta precisión [5] [6] [7] [8]. La instrumentación de estructuras con acelerómetros o sismógrafos en América Latina, regida por las disposiciones normativas propias de cada país, se limita únicamente a edificaciones con atributos específicos [9] . En consecuencia, la caracterización dinámica mediante dispositivos portátiles como el sismógrafo utilizado en el presente proyecto, se configura como una estrategia eficiente y móvil para validar las premisas iniciales de diseño. Dicha metodología presenta diversas ventajas, entre las que se cuentan la ligereza del equipamiento para su utilización y traslado (requisitado únicamente breves mediciones de al menos dos puntos por estructura [7], [10]), la simplicidad inherente al método y su naturaleza no intrusiva. La caracterización dinámica posibilita que el ingeniero estructural disponga de un modelo representativo de la estructura bajo análisis, aspecto de gran relevancia para la comprensión del comportamiento real de las edificaciones ante cargas dinámicas, lo que conlleva a una mejora sustancial en la eficacia y exactitud de las intervenciones (tales como refuerzos y/o evaluaciones) [10].

Durante la fase de diseño de una estructura, la cual se encuentra representada mediante un modelo matemático, resulta de vital importancia conocer las propiedades que definen su comportamiento dinámico, abarcando aspectos tales como las frecuencias modales, las formas modales y las características mecánicas de los materiales que la componen. En esta perspectiva, se procedió a la creación de un modelo matemático, considerando inicialmente las propiedades de diseño pertinentes, como la resistencia característica del concreto (f'c de diseño) y las rigideces inherentes. No obstante, se destaca la premisa de que no todas las estructuras resultan representativas mediante la mera utilización de sus propiedades de diseño. De hecho, dicho modelo matemático cumplió únicamente con la función de establecer una posible distribución de los sismógrafos en la estructura, mediante un análisis modal (ver Figura II).

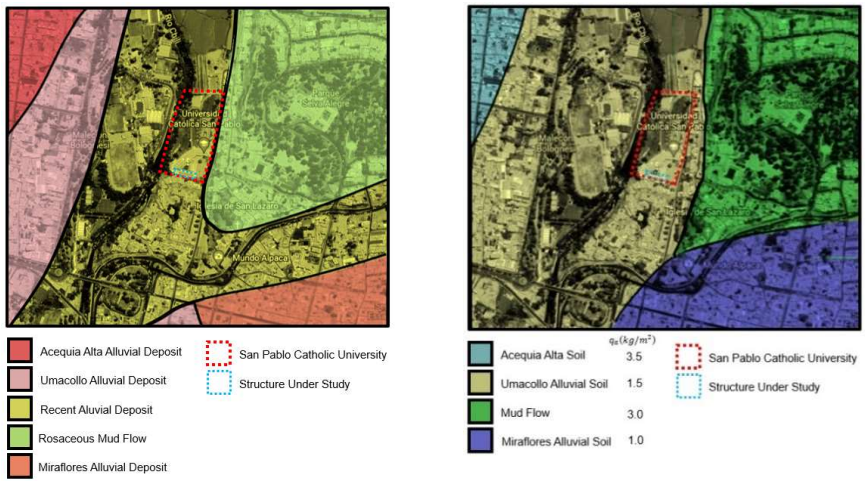
Posteriormente, una vez llevadas a cabo las mediciones a través de los sismógrafos en 17 ubicaciones específicas (16 mediciones en el pabellón y 1 en el terreno), se procedió al procesamiento y comparación de los datos obtenidos, lo cual permitió identificar patrones en las respuestas y obtener relaciones en los puntos sometidos a evaluación. Estos resultados fueron de utilidad para la identificación de las frecuencias y las formas modales presentes en la estructura. Con el conocimiento adquirido a partir de esta información, se procedió a la comparación de los datos obtenidos con un modelo matemático calibrado, considerando las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos de resistencia a la compresión realizados en testigos de concreto extraídos (diamantinas). Este proceso de comparación culminó en la obtención de resultados con un nivel de aproximación satisfactorio, lo que contribuye a una comprensión más precisa del comportamiento estructural en cuestión

1.1. Estructura en estudio. - El Pabellón María Nieves y Bustamante, de la Universidad Católica San Pablo, es una estructura de uso académico en Arequipa (Perú). El pabellón alberga aproximadamente 600 alumnos como aforo máximo; sin embargo, al ser un espacio de uso

académico diario, el uso diario es aproximadamente 8852 alumnos (semestre 2022-1) [11].

1.2. Ubicación y geometría. - La Universidad Católica San Pablo tiene como sede principal el Campus San Lázaro en la región de Arequipa (Perú). Dicho campus cuenta con una infraestructura de uso académico y administrativo, distribuida en diversas estructuras de hasta cinco (05) niveles de altura, una de las edificaciones que conforman dicho campus es la estructura en estudio: El pabellón "María Nieves y Bustamante".
El objeto de estudio, se ubica en el extremo noreste del campus paralela al lindero colindante con propiedades de terceros, posee la forma de una barra de 55m de longitud; una cimentación en dos niveles de desplante distintos (zona sur y zona norte), debido a que se encuentra ubicado sobre un talud y consta de dos estructuras (estructura 1 y estructura 2) separadas por una junta sísmica de 0.05m. La estructura 1, con un área aproximada de 556 m^2, fue diseñada en diciembre del 2011; y la estructura 2, con un área aproximada de 105 m^2, fue diseñada en junio del 2015. Ambas estructuras presentan sistemas aporticados en la dirección longitudinal y sistemas mixtos de concreto armado - albañilería en la dirección transversal. Ambas estructuras fueron diseñadas con la Norma Técnica Peruana E.030-2006. Para objeto del presente estudio, se caracterizará la estructura 1.

1.3. Cimentación y subsuelo. - La cimentación de la estructura consta de 28 zapatas interconectadas, las cuales poseen una profundidad de desplante entre 2m (columnas y muros estructurales en general) y 2.7m (muros de apoyo para escaleras). Gracias a un estudio de mecánica de suelos (EMS) facilitado por la Universidad Católica San Pablo (UCSP), se conoció que los estratos predominantes durante la excavación fueron (son): Arena pobremente y moderadamente gradada, y grava mal gradada con limo, ambos correspondientes a depósitos aluviales recientes. Con el objetivo de acreditar dicho estudio de mecánica de suelos (EMS), se evaluaron dos instancias, por un lado, se comparó si los estratos encontrados durante la exploración correspondían al tipo de estrato indicado en los mapas geológicos de la ciudad de Arequipa [12], ver figura I.a, siendo que ambos estudios coinciden en dicha información: Materiales Aluviales recientes; y por otro lado, respecto a la capacidad admisible, se comparó el valor de 1.55 kg/m^2 obtenido de los estudios de mecánica de suelos (EMS) realizados en el área de exploración, respecto al valor esperado según los datos propuestos la zonificación geotécnica de la ciudad Arequipa [13], ver figura 1.b (1.5kg/m^2), obteniendo una mínima diferencia de 3%; lo cual nos permitió considerar que el estudio de mecánica de suelos (EMS) utilizado para el presente estudio es representativo.



(a) (b)

Figura I a) Mapa geológico de los depósitos cercanos al objeto de estudio [12]*, b) Mapa geotécnico de las capacidades admisibles cercanos al objeto de estudio*[13].

2. Monitoreo estructural. –

2.1. Equipos. – Los sismógrafos y acelerógrafos han sido ampliamente utilizados en la caracterización dinámica de diversas estructuras a nivel global. A modo de ejemplificación de esta aplicación, se ha implementado dicha tecnología en edificios de índole universitaria, como "La Estancia" ubicado en la Universidad Católica de Cuenca en Ecuador [1]. Asimismo, estos dispositivos han sido empleados en edificaciones que poseen un profundo valor histórico, tal es el caso de la iglesia de Nuestra Señora del Refugio en Puebla, México [4] , y en la Catedral de la Ciudad de México [2] . Adicionalmente, se han registrado aplicaciones en estructuras notables como el puente Golden Gate [5], la torre inclinada de Pisa [6], la torre Eiffel [7] , y en otras construcciones de usos múltiples, como la torre de Shanghái [8], entre otros [10]. Estos ejemplos trazan un panorama que subraya la amplia gama de aplicaciones de los sismógrafos y acelerógrafos en este ámbito.

El instrumento utilizado para las mediciones en el presente estudio, fue el sismógrafo TROMINO® producto de MOHO WORLD, el cual posee las siguientes características:

- Tres velocímetros con rango dinámico y sensibilidad ajustable: Micro vibraciones (±0.5mm/s) – Vibraciones fuertes (±5cm/s).
- Tres acelerómetros (±2g)
- Rango de operatividad entre 0.1 – 1024 Hz en todos sus canales.

2.2. Mediciones. – Las exploraciones a nivel estructural (superestructura) y estratigráfico (subsuelo), en el contexto de dispositivos portátiles, se fundamentan en la detección de microvibraciones originadas por diversas fuentes. Estas fuentes incluyen las vibraciones generadas por fuerzas naturales externas, como el viento, las corrientes fluviales, las mareas, los cambios de presión atmosférica, las precipitaciones, entre otros factores. Además, también se consideran las vibraciones inducidas por fuerzas naturales internas, relacionadas con el movimiento de las placas tectónicas que generan ondas sísmicas horizontales y verticales de tipo Love y Rayleigh. Asimismo, se tienen en cuenta fuentes de origen artificial, tales como el tráfico vehicular, la circulación de trenes y eventos explosivo [14] [15].

En relación a la superestructura, previo al inicio del proceso de medición y fundamentados en el análisis exhaustivo de los planos y documentos inherentes al proyecto, se procedió a la determinación de los puntos de inspección. Este proceso consideró la geometría en planta, la ubicación de los elementos estructurales y el comportamiento modal característico del pabellón (véanse las propiedades mecánicas en la tabla I). El modelo matemático empleado para el análisis modal se centró únicamente en el peso muerto, es decir, en la carga derivada de los materiales y acabados. Tal decisión obedeció al hecho de que las mediciones se llevaron a cabo durante un periodo temporal en el cual la estructura no estaba siendo utilizada (esto no es una obligación, tal como se menciona en [7], [10]). En referencia a los muros de albañilería presentes en la estructura, algunos de ellos fueron modelados como elementos que limitaban el desplazamiento (cuando estaban adecuadamente arriostrados al pórtico), mientras que otros se consideraron como elementos que únicamente contribuían al peso (cuando no estaban arriostrados al pórtico).

El modelo matemático empleado incorpora elementos no lineales debido a que se utilizó para abordar tanto el monitoreo estructural como el proceso de refuerzo de la estructura (una etapa no detallada en este estudio). No obstante, es importante señalar que, en el análisis modal, se optó por considerar únicamente los intervalos lineales de los modelos mencionados.

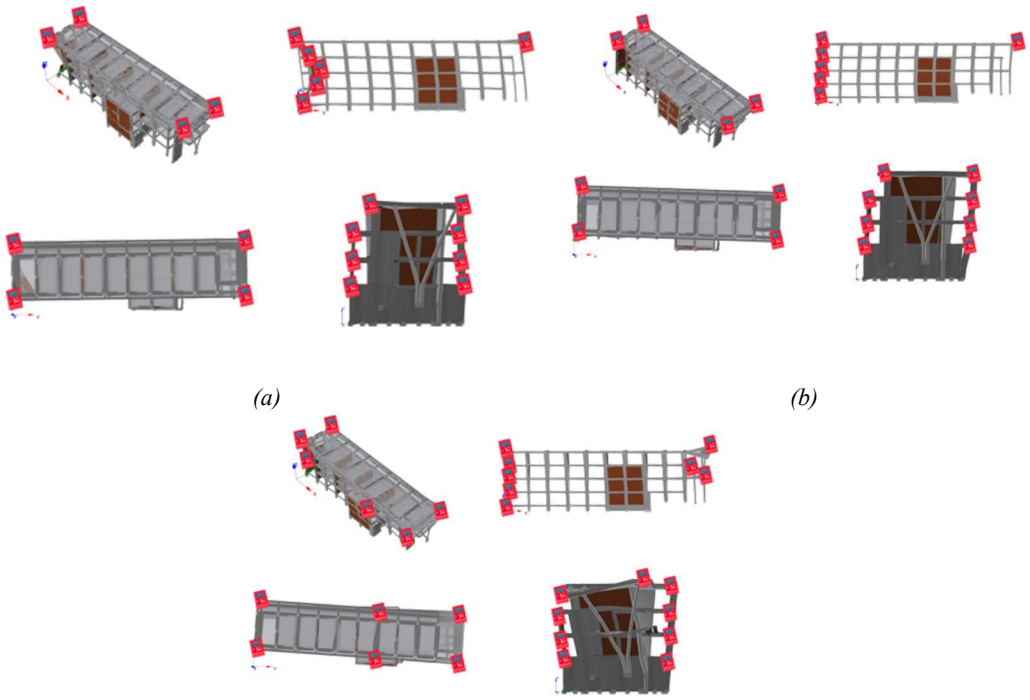
Tabla I Características principales de modelo matemático con propiedades de diseño

Modelo matemático del concreto	Modelo no lineal de Mander et.al [16]
Resistencia a la compresión del concreto	20.60 MPa
Modelo matemático del acero	Modelo de Menegotto – Pinto [17]
Esfuerzo de fluencia del acero	411.88 MPa
Modelo matemático de la albañilería	Modelo de seis bielas de Crisafulli [18]
Esfuerzo de rotura de las unidades de albañilería	6.37 MPa
Número de Nodos	327
Número de secciones	1370
Peso del modelo	16975.21 kN

Tabla II Modos de vibración del modelo matemático con propiedades de diseño

Modo de vibración	**Periodo (s)**
1	0.260
2	0.230
3	0.183
4	0.173
5	0.140
6	0.135
7	0.134
8	0.130
9	0.115
10	0.112
11	0.111
12	0.105

Fuente: SeismoStruct ©



(a) *(b)*

(c)

Figura II Puntos probables de ubicación de los sismógrafos en los primeros modos de vibración del modelo matemático con propiedades de diseño, el criterio utilizado fue considerar los puntos con mayor respuesta en el análisis modal para cada modo seleccionado: a) Ubicación de las máximas respuestas en el modo 1, b) Ubicación de las máximas respuestas en el modo 2, c) Ubicación de las máximas respuestas en el modo 3 Adaptado de: SeismoStruct ©

En el marco del proceso de medición, se procedió a caracterizar los puntos de inspección mediante la asignación de códigos específicos que indicaban tanto su ubicación como el piso correspondiente (figura III). Estos códigos se utilizaron como referencia en cada ocasión en que se efectuaron mediciones de microvibraciones (Figura IV.a).

En cuanto a los parámetros empleados durante las mediciones, se tuvo en cuenta el propósito particular de cada caso. Para las mediciones vinculadas a la superestructura, se estableció un requisito mínimo de duración de grabación de 8 minutos. Esta elección se basó en que este tiempo equivalía a 12 veces el periodo mínimo necesario para captar de manera adecuada las características de vibración de una estructura similar a la que se estaba estudiando. Esto consideraba la presencia de fuentes de ruido en las cercanías del punto de medición. El rango de frecuencia de interés para estas mediciones se delimitó entre 2Hz y 10Hz.

Por otro lado, en el caso de las mediciones relacionadas con el subsuelo, se mantuvo la misma duración de grabación de 8 minutos. No obstante, el rango de frecuencia de interés para estas mediciones se amplió para abarcar un espectro más extenso, que iba desde 1Hz hasta 100Hz.

Estas decisiones con respecto a los parámetros de medición se respaldaron en la naturaleza específica de cada componente de la estructura bajo estudio y en los objetivos planteados en el marco de la investigación.

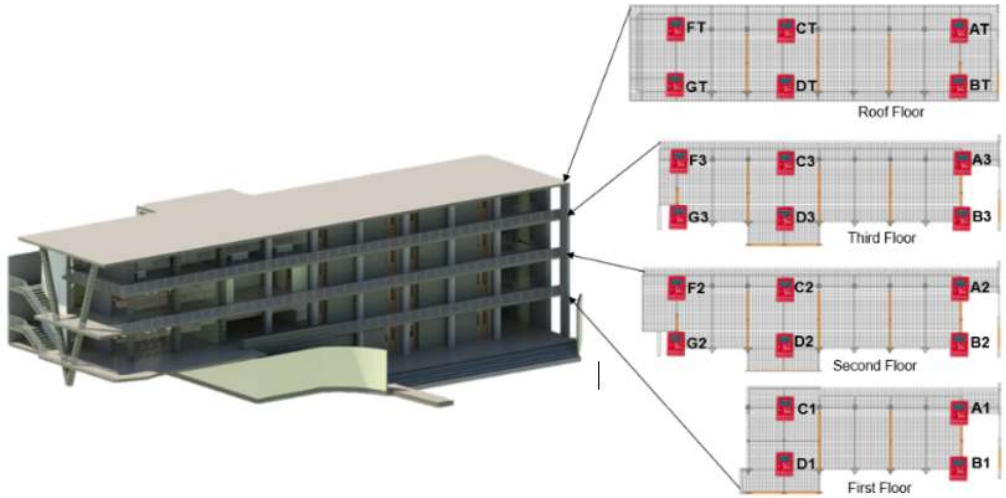
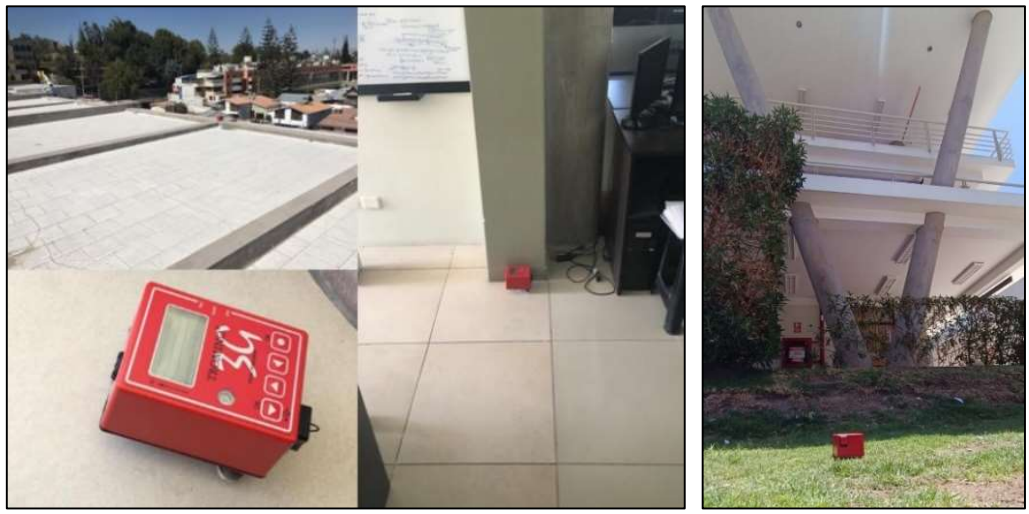


Figura III Puntos de inspección del pabellón. Adaptado de: Revit Autodesk ©.



(a) *(b)*

Figura IV Toma en campo de puntos de inspección del pabellón "María Nieves y Bustamante" a) Superestructura b) Terreno. Fuente: Elaboración Propia

En lo que respecta a la exploración estratigráfica del subsuelo mediante el uso de sismógrafos, se llevó a cabo empleando un único instrumento y una única medición (Figura IV.b), basándose en estudios previos [15]. Para esta exploración, se consideró un enfoque de suelo unidimensional - 1D, en el cual las velocidades de propagación de ondas en ambas direcciones horizontales presentaban similitudes. Esta suposición fue respaldada por los hallazgos obtenidos en la fase de análisis.

Siguiendo las ecuaciones propuestas en referencias anteriores [19] [20] [21], se utilizó la frecuencia de vibración (impedancia sísmica) obtenida a partir de la resonancia de las ondas S durante la exploración estratigráfica. Esto permitió calcular el espesor del estrato, asumiendo una velocidad de onda S. Asimismo, se utilizó esta misma frecuencia para determinar la velocidad de propagación de las ondas S en el estrato, haciendo una suposición sobre su espesor.

$$H = \frac{V_s}{4f_{subsoil}}; V_s =; 4Hf_{subsoil}$$

Dado que la ecuación en cuestión implica dos variables, su solución conlleva una infinidad de posibilidades. Sin embargo, para reducir la complejidad de las variables involucradas, se empleó el programa Grilla© junto con casos de estudio comparables [15] A través de este enfoque, se desarrolló una curva sintética que se ajusta a la curva real, haciendo suposiciones con respecto a los valores de la velocidad de propagación de las ondas S y los espesores de los estratos. Esta curva sintética representa una aproximación a la realidad y contribuye a reducir la incertidumbre inherente al proceso.

La obtención de ambos parámetros, es decir, la velocidad de propagación de las ondas S y los espesores de los estratos, posee una relevancia sustancial. Esto se debe en gran medida a que muchos códigos sísmicos, incluido el código peruano [22], han adoptado la velocidad de las ondas S en los primeros 30 metros del subsuelo como un parámetro fundamental para la clasificación del suelo (Tabla III). Este parámetro desempeña un papel crucial en la definición de la demanda sísmica de diseño, subrayando la importancia de contar con información precisa y confiable sobre la caracterización del subsuelo en el contexto de evaluaciones sísmicas y de diseño.

Tabla III Clasificación de los perfiles de suelo según la normativa peruana [22].

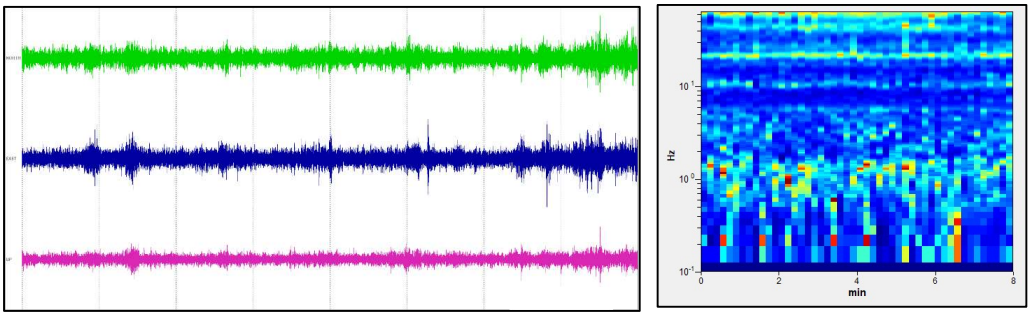
Nomenclatura	Tipo de Suelo	Velocidad de propagación de las ondas de corte Vs
So	Roca Dura	> 1500 m/s
S1	Roca o Suelos muy rígidos	500 m/s a 1500 m/s
S2	Suelos Intermedios	180 m/s a 500m/s
S3	Suelos Blando	< 180 m/s
S4	Condiciones Excepcionales	Sin Clasificación

2.3. Análisis de la superestructura. – En relación a la superestructura, en la fase de análisis se hizo necesario establecer el intervalo de frecuencias dentro del cual debería ubicarse el periodo de vibración de la estructura. Para llevar a cabo esta tarea, se realizó una comparación entre la formulación sugerida por la normativa peruana (NTP) y la formulación planteada por las directrices internacionales ASCE para diversos tipos de sistemas (Tabla IV). Cabe mencionar que esta evaluación consideró el hecho de que la estructura objeto de estudio presenta un sistema mixto en una de sus direcciones. Este análisis resulta fundamental para delinear con precisión el comportamiento dinámico de la superestructura, permitiendo una adecuada evaluación de su respuesta ante cargas sísmicas y la posterior toma de decisiones en términos de diseño y reforzamiento.

Tabla IV Aproximación al periodo y frecuencia de vibración según normativa nacional [3] *e internacional* [23]

Normativa	Formulación	Configuración Estructural (según la normativa)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
ASCE 7 (12.8-7)[23]	$T = C_T h_n^x$ … (1)	Pórticos de concreto armado resistentes a momentos	0.497	2.012
ASCE 7 (12.8-8) [23]	$T = 0.1N$… (3)	Pórticos resistentes a momentos (< 12 pisos en altura)	0.400	2.500
NTP E.030-2018 (Art 28.4) [3]	$T = \frac{h_n}{C_T}$… (4)	Concreto armado con muros	0.308	3.247

Basándonos en los datos obtenidos, se pudo identificar que la frecuencia fundamental estimada se situará en un intervalo comprendido entre 2 Hz y 10 Hz.



(a) *(b)*

Figura V a) Registro sismográfico del punto de inspección A1, b) Cuadro de ruidos del punto de inspección A1 en base a la frecuencia de vibración. Tomado de: Grilla database ©

Para la eliminación de los registros de ruido capturados por los sismógrafos (figura V.a), se examinó el intervalo de frecuencias previamente seleccionado, basado en los períodos predominantes delineados en la tabla II. Los cambios de color observados en la figura V.b denotan perturbaciones ajenas al comportamiento estructural, manifestadas como saturaciones de datos (ruido).

Para llevar a cabo el análisis y la identificación de los modos de vibración, se examinaron todos los datos, piso por piso, en tres áreas distintas de la estructura: la esquina norte (indicada por la línea roja en la figura VI), el centro (representado por la línea verde en la figura VI) y la esquina sur (señalada por la línea azul en la figura VI). Cada una de estas áreas compuestas por dos puntos se derivó mediante el cálculo de las ubicaciones geográficas correspondientes. Para la esquina norte, se realizó el promedio entre los puntos A y B; para la esquina sur, se utilizaron los puntos F y G; y para el centro, se calculó la media entre los puntos C y D. Además, se generó una curva promedio (identificada por la línea discontinua negra en la figura VI) que abarca las tres áreas previamente mencionadas, ofreciendo una representación de la tendencia de todas las curvas analizadas en cada nivel.

De acuerdo con las especificaciones consideradas, se obtuvieron los siguientes gráficos representativos para los cuatro pisos en las dos direcciones horizontales:

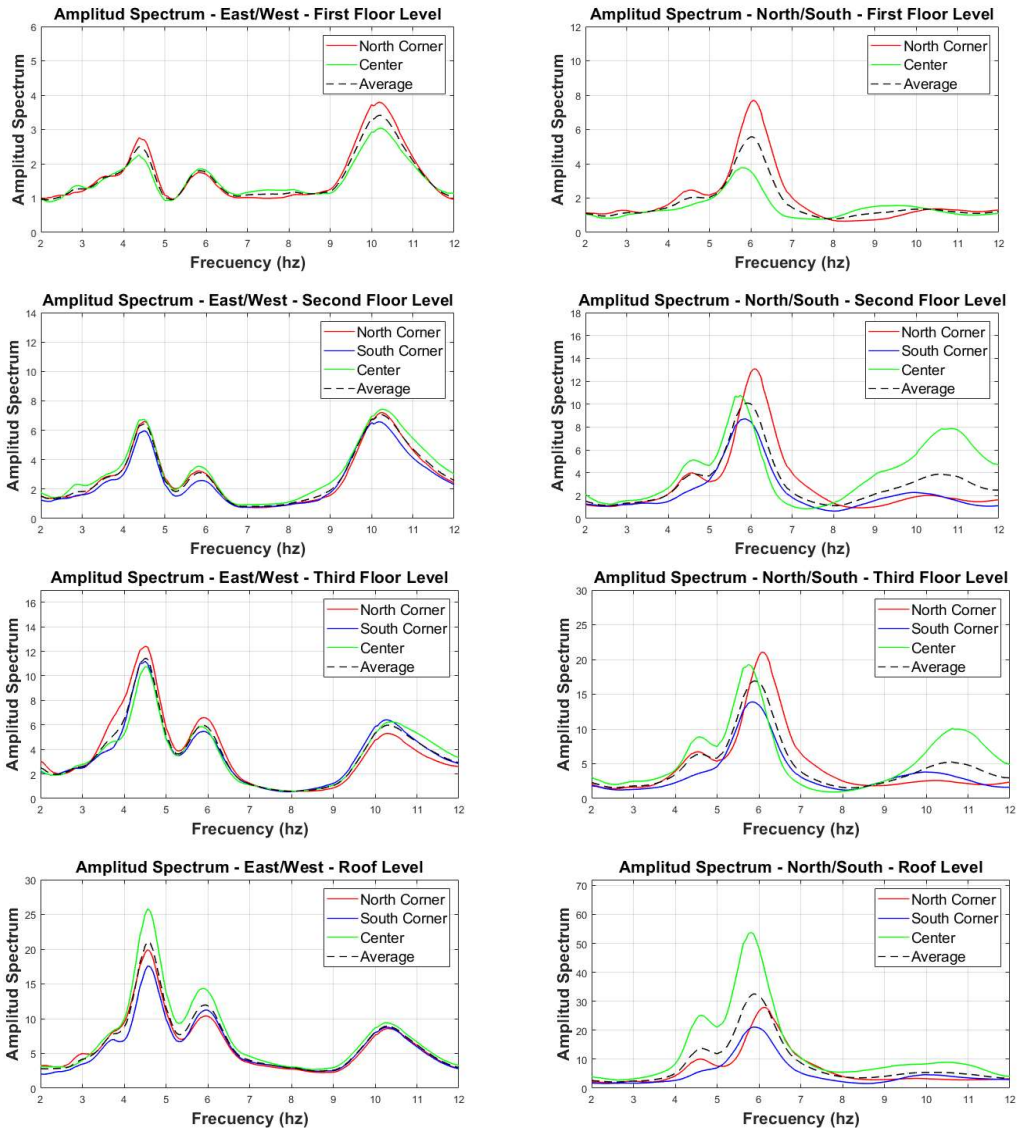

Amplitud Spectrum - East/West - First Floor Level
Amplitud Spectrum - North/South - First Floor Level
Amplitud Spectrum - East/West - Second Floor Level
Amplitud Spectrum - North/South - Second Floor Level
Amplitud Spectrum - East/West - Third Floor Level
Amplitud Spectrum - North/South - Third Floor Level
Amplitud Spectrum - East/West - Roof Level
Amplitud Spectrum - North/South - Roof Level
North Corner
South Corner
Center
Average
Amplitud Spectrum
Frecuency (hz)

Figura VI Espectros de amplitud vs Frecuencia en ambas direcciones de análisis para todos los niveles
Fuente: Elaboración Propia

Basándonos en esto, se procedió a utilizar la curva promedio para identificar los modos de vibración de la estructura a partir de los gráficos obtenidos en la figura VI. Luego, se llevó a cabo la caracterización de los gráficos siguiendo los criterios establecidos en la tabla V, la cual describe los criterios para interpretar las señales de translación y torsión en los datos.

Tabla V Características para encontrar la forma del modo [7]

Tipo de Modo	Criterio 1	Criterio 2
Traslación (TR)	"Esquina norte", "esquina sur" y "centro", poseen similares potencias.	
Torsión (TO)	"Centro", es mucho mayor que "Esquina norte" y "Esquina sur"	"Esquina norte" y/o "Esquina sur", son mucho mayores a "Centro"

Se generó la siguiente tabla resumen por nivel:

Tabla VI Modos por piso en ambas direcciones de análisis del pabellón "María Nieves y Bustamante"

Piso 1						
Modo	**Norte/ Sur**			**Este/ Oeste**		
	(Hz)	**(s)**	**Forma**	**(Hz)**	**(s)**	**Forma**
1	2.375	0.421	ND	2.938	0.340	ND
2	4.688	0.213	TR	4.438	0.225	TR
3	6.000	0.167	TO	5.813	0.172	TR
4	NP		ND	6.750	0.148	ND
5	10.188	0.098	ND	10.188	0.098	TR

Piso 2						
Modo	**Norte/ Sur**			**Este/ Oeste**		
	(Hz)	**(s)**	**Forma**	**(Hz)**	**(s)**	**Forma**
1	No se presentó		ND	2.938	0.340	ND
2	No se presentó		ND	3.688	0.271	ND
3	4.625	0.216	TR	4.438	0.225	TR
4	5.875	0.172	TR	5.813	0.172	TR
5	10.563	0.095	TO	10.188	0.098	TR

Piso 3						
Modo	**Norte/ Sur**			**Este/ Oeste**		
	(Hz)	**(s)**	**Forma**	**(Hz)**	**(s)**	**Forma**
1	NP		ND	3.563	0.281	ND
2	4.563	0.219	TO	4.500	0.222	TR
3	5.875	0.170	TR	5.875	0.170	TR
4	10.563	0.095	TO	10.250	0.098	TR

Techo						
Modo	**Norte/ Sur**			**Este/ Oeste**		
	(Hz)	**(s)**	**Forma**	**(Hz)**	**(s)**	**Forma**
1	No se presentó		ND	2.438	0.410	ND
2	No se presentó		ND	3.75	0.267	ND
3	4.625	0.216	TR	4.563	0.219	TR
4	5.875	0.170	TR	5.875	0.170	TR
5	No se presentó		ND	10.25	0.098	ND

NP=No se presentó, ND= No se distingue. Fuente: Elaboración Propia

Basándonos en los resultados extraídos de la tabla VI, se identificaron dos modos de vibración (indicados en rojo en la tabla VI) que se manifestaron en todos los niveles. Estas frecuencias de vibración se consideran como los modos característicos de la estructura, adquiridos experimentalmente mediante el sismógrafo. Dado que los modos definidos en ambas direcciones no se manifiestan en frecuencias específicas, sino en valores variables pero cercanos entre sí (Tabla VII), se realizó un cálculo promedio para obtener una estimación más precisa (Tabla VIII). Esto permitirá establecer una comparación cuantitativa con los valores obtenidos del análisis modal del modelo matemático calibrado.

Tabla VII Intervalo de los modos del pabellón "María Nieves y Bustamante"

Intervalo de Valores			
Modo	**Frecuencia (Hz)**	**Periodo (s)**	**Forma**
1	4.563 - 4.688	0.219 - 0.213	(TR-L)
2	5.875 – 6.000	0.170 - 0.167	(TR-T)

TR-T=Traslación Transversal, TR-L=Traslación Longitudinal.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla VIII Valor promedio de los modos del pabellón "María Nieves y Bustamante"

Valores Promedio			
Modo	**Frecuencia (Hz)**	**Periodo (s)**	**Forma**
1	4.626	0.216	(TR-L)
2	5.938	0.168	(TR-T)

TR-T=Traslación Transversal, TR-L=Traslación Longitudinal.
Fuente: Elaboración Propia

Una vez obtenidos de manera experimental los valores de las frecuencias y periodos en la estructura analizada, se procedió a la calibración del modelo matemático inicial, para lo cual, se utilizaron datos correspondientes a la resistencia real de los elementos de concreto armado del pabellón, obtenidos de ensayos de resistencia a la compresión en testigos diamantinos extraídos [24]. Los ensayos realizados en el concreto armado (diamantinas) se consideraron debido a la naturaleza reciente de la estructura. Aunque el diseño original se basó en valores de resistencia en planos (20.60 MPa), se observaron picos de vibración incoherentes en el sismógrafo con períodos más cortos. Esto sugería una posible rigidez incrementada en la estructura durante eventos sísmicos. Para abordar esta discrepancia, se consultó a la Universidad Católica San Pablo, propietaria del edificio, sobre investigaciones anteriores relacionadas con las diamantinas.

La investigación reveló que la resistencia a la compresión real de las diamantinas era un 88% mayor que el valor de diseño, lo que generaba un cambio sustancial en el modelo estructural. En consecuencia, se concluyó que los valores iniciales de diseño no reflejaban con precisión la rigidez actual de la estructura, lo que podría explicar las observaciones inesperadas en las mediciones de vibración sísmica.

En conjunto, se llevaron a cabo un total de 24 extracciones, distribuidas en 16 muestras de columnas y 8 muestras de vigas. Con el propósito de determinar las resistencias a la compresión del concreto en los elementos tanto verticales como horizontales en ambas estructuras, se aplicaron métodos de análisis de desviación estándar. En este proceso, se excluyeron los valores que presentaban una variabilidad significativamente mayor, con el objetivo de obtener una cifra más cercana al valor promedio (Tabla IX).

Tabla IX Esfuerzo de rotura máxima para vigas y columnas.

	Elemento	Esfuerzo de Rotura (MPa)
Estructura 1	**Columnas**	34.19
	Viga	38.64

Fuente: Elaboración Propia

Utilizando el modelo matemático calibrado recientemente (Figura VII), se lograron identificar los siguientes modos de vibración, acompañados de sus correspondientes masas participativas (Tabla X).

Tabla X Modos vibración y porcentajes de masa participativa en las direcciones UX (Longitudinal), UY (Transversal) y RZ del modelo matemático calibrado

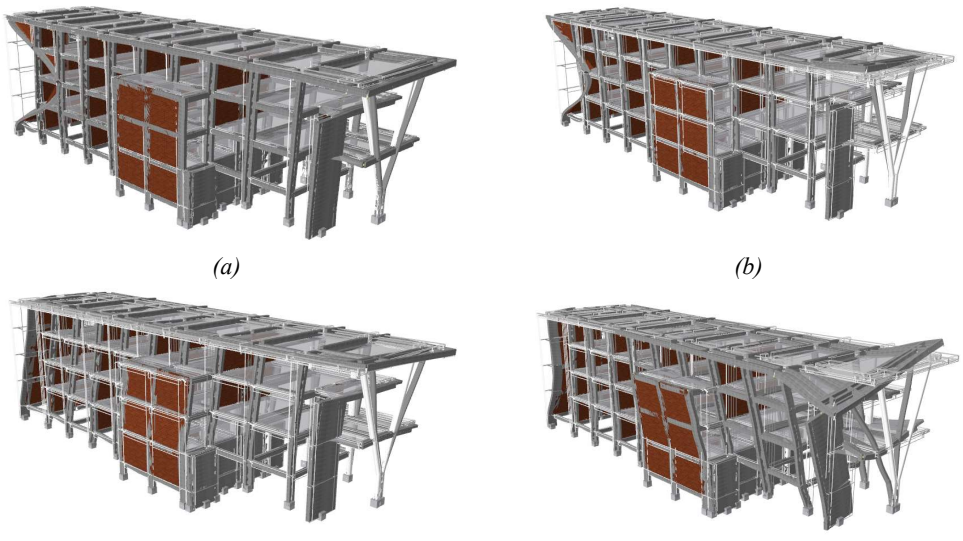
Modo	Período	[Ux]	[Uy]	[Rz]
1	0.23097996	26.62%	1.54%	0.00%
2	0.21010262	31.83%	5.91%	2.04%
3	0.16916291	1.76%	65.97%	12.37%
4	0.15889037	4.67%	4.29%	64.33%
5	0.12125684	0.35%	0.00%	0.00%
6	0.11696706	0.09%	0.00%	0.00%
7	0.11607587	0.48%	0.00%	0.00%
8	0.11250217	0.26%	0.01%	0.01%
9	0.09971976	0.10%	0.00%	0.03%
10	0.09772126	0.67%	0.00%	0.05%
11	0.09756743	0.22%	0.25%	0.59%
12	0.09154001	0.60%	0.01%	0.02%

UX, UY= % Masa participativa en los desplazamientos X y Y
Rz= % Masa participativa en la rotación en Z
Fuente: SeismoStruct ©

Dado el énfasis en los modos con mayores porcentajes de masa participativa, se procedió a analizar y describir las formas de vibración de los primeros cuatro modos identificados en el modelo matemático (Tabla XI).

Tabla XI Cuatro primeros modos de vibración, porcentajes de masa participativa y forma de vibración del modo

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Forma
1	0.231	26.624	1.544	0.000	Traslación Longitudinal
2	0.210	31.832	5.906	2.038	Traslación Longitudinal
3	0.169	1.755	65.968	12.365	Traslación Transversal
4	0.159	4.666	4.287	64.326	Traslación Transversal + Torsión



(a) *(b)*

(c) *(d)*

Figura VII Modos de vibración del modelo matemático calibrado, en vista diagonal: a) Modo 1:0.231s, b) Modo 2: 0.210s, c) Modo 3: 0.169s, d) Modo 4: 0.159s
Adaptado de: SeismoStruct ©

2.4. Análisis del subsuelo. – Finalizada la evaluación de la superestructura, se procedió al análisis de los datos recopilados en la medición realizada en el terreno. Para este análisis, se repitió el procedimiento de filtrado de la señal con el propósito de obtener la relación entre las componentes horizontales y verticales. Dicha relación resulta sumamente efectiva para eliminar el impacto del efecto del sitio en el espectro de respuesta, permitiendo mostrar exclusivamente el efecto de la ruta. Esta aproximación resulta útil para comprender las propiedades del suelo en términos de la frecuencia de resonancia, la velocidad de propagación de las ondas S y los espesores de los estratos en el punto de evaluación [14].

El punto de partida en este análisis consistió en verificar la adecuación de los datos registrados a la configuración de un perfil estratigráfico unidimensional (1D). Para tal fin, se examinó el espectro de respuesta en las direcciones horizontales (ver Figura VIII). Una metodología efectiva para discernir entre un perfil estratigráfico 1D y uno bidimensional (2D) se centra en el patrón y la respuesta presentes en los registros horizontales. Si la componente norte-sur (N-S) muestra un patrón y respuesta similares a los de la componente este-oeste (E-W), entonces se concluye que el perfil estratigráfico es de naturaleza unidimensional [25]. En el caso específico de nuestro estudio y considerando la Figura VIII, procederemos a considerar el perfil del suelo analizado como un perfil estratigráfico 1D.

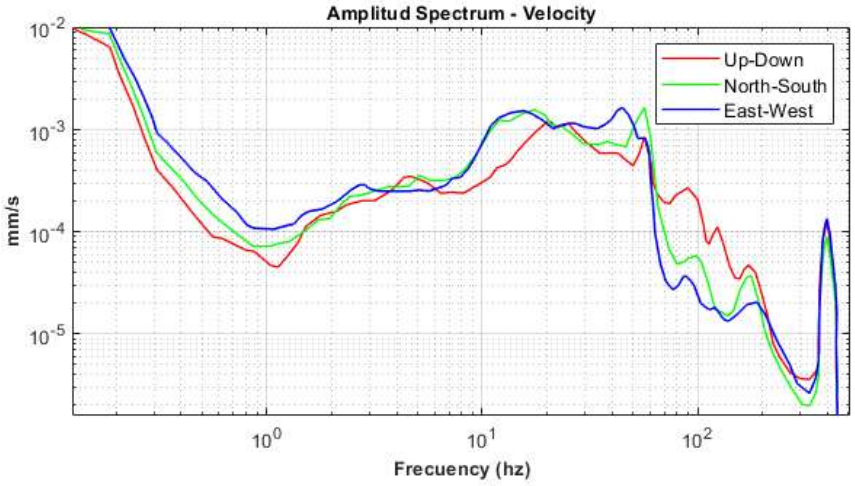


Figura VIII Espectro de amplitud de velocidades de la exploración estratigráfica. Tomado de: Grilla database ©

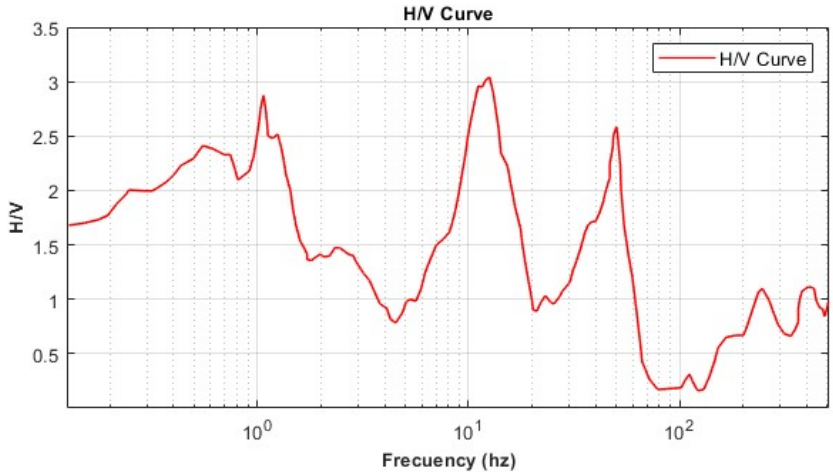


Figura IX Curva H/V Promedio de la exploración estratigráfica Tomado de: Grilla database ©

Mediante el empleo de los espectros de amplitud de velocidades obtenidos en las tres direcciones de análisis (Figura VIII), y valiéndonos del software Grilla©, llevamos a cabo la generación del gráfico H/V (amplitud horizontal/amplitud vertical) (Figura IX). Con el propósito de identificar las potenciales frecuencias en las que se hallan las impedancias sísmicas, las cuales reflejan el producto entre la densidad y la velocidad de onda en la transición de un estrato a otro, aplicamos dos criterios:

- En la curva H/V (figura X), el pico (identificado como el punto verde) debe tener una frecuencia aproximadamente igual a la mitad de la frecuencia del valle (señalado como el punto celeste)[25].

- En el espectro de amplitud de velocidades (figura XI), la componente vertical (representada como la línea roja) debe satisfacer dos criterios: primero, debe mostrar un valle o una disminución en las frecuencias que coinciden con las impedancias sísmicas (indicadas por flechas verticales); segundo, debe tener un pico (señalado como el punto celeste) que se ubique aproximadamente al doble de la frecuencia correspondiente a la impedancia sísmica.[25].

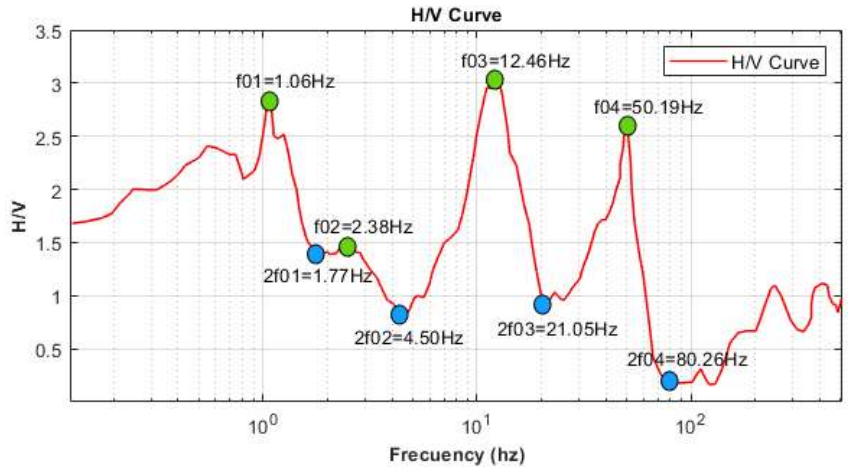


Figura X Curva H/V Promedio de la exploración estratigráfica Tomado de: Grilla database ©

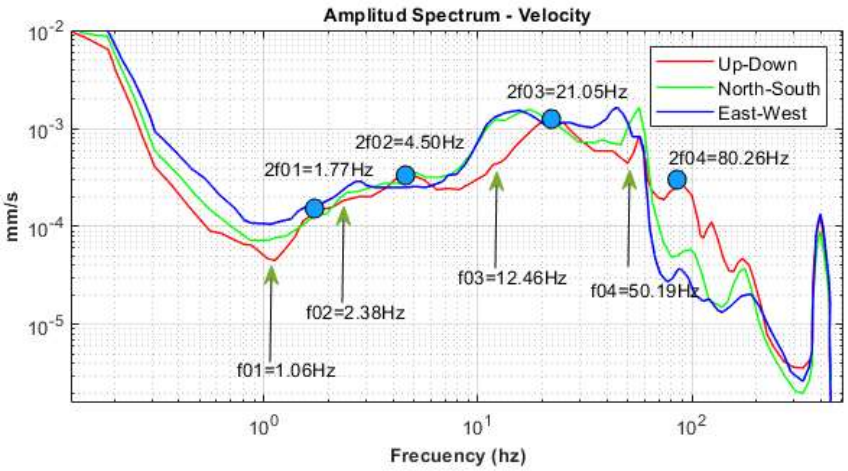


Figura XI Espectro de amplitud de velocidades evaluada por el criterio.

Al aplicar estos dos criterios, se obtuvieron las siguientes frecuencias:

Tabla XII Frecuencias pico y valle en el registro obtenido del subsuelo

Impedancia Sísmica	Frecuencia Pico (Hz)	Frecuencia Valle (Hz)	Razón
1	1.06	1.77	1.67
2	2.38	4.50	1.89
3	12.46	21.05	1.69
4	50.19	80.26	1.60

Basándonos en los resultados obtenidos en la tabla XII y observando la figura X, se pudo notar que una sección de la curva H/V promedio presenta un decaimiento constante por debajo del valor de 1. Esta particularidad, conocida como "Inversión de velocidades", ocurre cuando la componente vertical registrada tiene un valor superior al de las componentes horizontales. [25].
En el marco de la exploración llevada a cabo en este estudio, la inversión de velocidades se manifestó en el intervalo de frecuencias de 62 Hz a 523 Hz. Esto sugiere que el decaimiento en las velocidades de onda de los estratos ocurre de manera superficial en la zona que fue investigada. Durante el trabajo de campo y las mediciones, se observó la presencia de una capa de piedras de aproximadamente 0.2 metros de espesor. Esta capa desempeña el papel de aumentar la rigidez en la parte superior del terreno, que es utilizada como estacionamiento en el campus universitario. Debido a la característica de esta capa superficial, donde las rocas presentan velocidades de onda S superiores a los estratos subsiguientes (compuestos por material suelto), inicialmente se planteó que la inversión de velocidades en las frecuencias seleccionadas podría estar relacionada con esta capa.

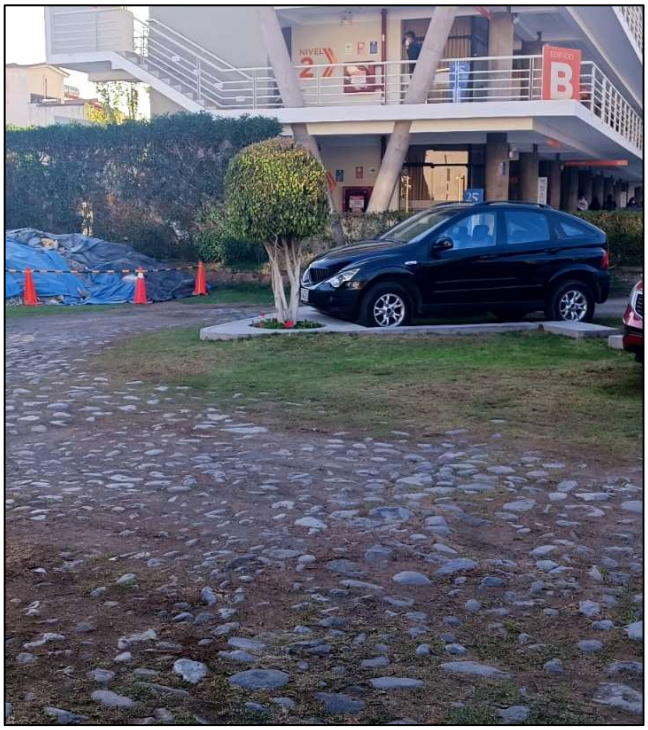


Figura XII Zona de medición para el monitoreo estratigráfico - Capa superficial de piedras

Con el propósito de validar la información obtenida en relación al subsuelo, se generó una curva sintética utilizando el software Grilla ©, basándose en las ecuaciones expuestas previamente para

calcular el espesor del estrato y la velocidad de ondas S. Posteriormente, se comparó la información derivada de este análisis con el perfil estratigráfico de una exploración a una profundidad de 10 metros. Dicho perfil fue obtenido de un estudio de mecánica de suelos realizado en un punto cercano en el año 2015. Este estudio fue proporcionado por el Departamento de Arquitectura e Ingenierías de la Construcción de la Universidad Católica San Pablo.

La generación de la curva sintética (figura XIII) proporcionó información crucial sobre las profundidades en las cuales se manifiestan las impedancias sísmicas (cambios de estratos). Asimismo, permitió evaluar el impacto de la capa de piedras en la parte superficial del perfil estratigráfico (Figura XII) y determinar la velocidad de las ondas S en el estrato que sostiene la cimentación actual. Esta última información resulta valiosa para la clasificación del suelo de acuerdo a las normativas peruanas vigentes.

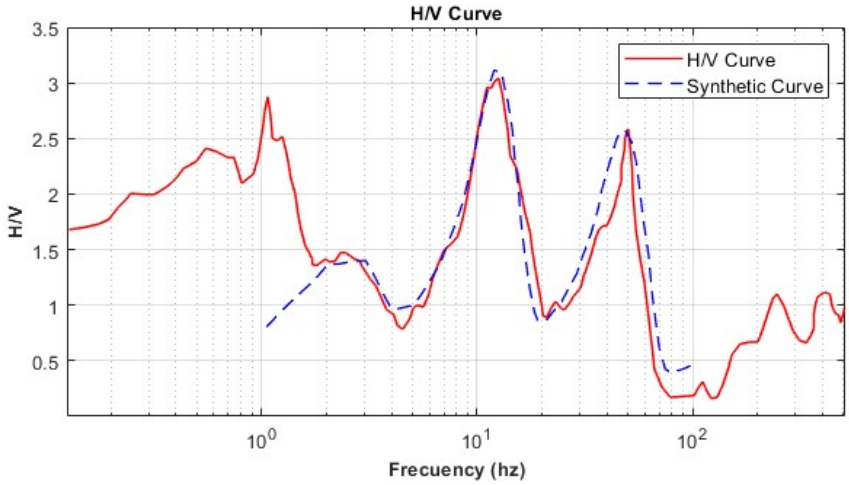


Figura XIII Curva H/V Promedio

3. Resultados. –

3.1. Resultados del análisis a la superestructura. –En relación al monitoreo de la superestructura, luego de la calibración del modelo matemático utilizando los valores de esfuerzos a la compresión obtenidos, se procedió a analizar los nuevos periodos de vibración resultantes del modelo. Cabe mencionar que los dos primeros modos de vibración del modelo matemático exhibieron periodos muy cercanos y una componente de traslación longitudinal considerablemente similar. Este fenómeno planteó ciertas dificultades en la calibración del modelo, dado que el método experimental empleado para caracterizar los modos de vibración utilizando sismógrafos no es capaz de discernir entre modos que se superponen en periodos cercanos. Además, en el caso de los modos 3 y 4, se observó una situación análoga con una proximidad en los periodos de vibración, aunque en este caso los comportamientos modales asociados eran distintos. Debido a esta situación, la comparación entre los datos experimentales y los resultados obtenidos del modelo matemático se abordó de la siguiente manera:

Tabla XIII Comparación de los modos obtenidos por el sismógrafo y el análisis modal

	Sismógrafo (Análisis experimental)		Modelo matemático en SeismoStruct		% Variación
Modo	Periodo (s)	Forma	Periodo (s)	Forma	
1	0.216	Traslación Longitudinal	0.231	Traslación Longitudinal	6.9%
2			0.210	Traslación Longitudinal	2.8%
3	0.168	Traslación Transversal	0.169	Traslación Transversal + Torsión	0.6%
4			0.159	Traslación Transversal + Torsión	5.3%

Fuente: Elaboración Propia

Basándonos en el análisis de comparación porcentual efectuado, se registró una variación máxima del 6.9%. Esta discrepancia se considera como una aproximación razonable entre el modelo matemático propuesto y el enfoque experimental empleado, que consistió en las mediciones realizadas mediante el uso de sismógrafos.

3.2. Resultados del análisis a la superestructura. –En relación a la categorización del suelo conforme a la normativa peruana E050, se basó en los datos reunidos de planos y estudios de mecánica de suelos. Según esta información, la estructura fue concebida para un suelo de tipo intermedio. De acuerdo con la normativa mencionada, esta tipología se define por una velocidad de onda S que abarca desde 180 m/s hasta 500 m/s (Tabla III). Los resultados de la curva sintética indicaron que la velocidad de onda S en la profundidad del desplante, situado a una profundidad de 2.0 m, fue de 247.5 m/s. Esto respalda la caracterización del suelo propuesta para el diseño de la estructura, corroborando la correspondencia con la categoría de suelo intermedio. Esta designación se alinea con los planos de diseño y los estudios de mecánica de suelos realizados durante la construcción del pabellón el 2011.

En relación a la evaluación del subsuelo, con base en la curva sintética generada, se identificaron cinco estratos en el rango de exploración hasta una profundidad de 80 metros utilizando el sismógrafo. El análisis se llevó a cabo abarcando un rango de frecuencias desde 100 Hz hasta 1 Hz, teniendo en cuenta la presencia de inversiones de velocidades desde los 62 Hz. En cuanto a las profundidades de los estratos, se evidenció una correspondencia entre los tres primeros estratos encontrados en el estudio de mecánica de suelos y la curva sintética. El primer estrato coincidió de manera exacta, mientras que el segundo y tercer estrato presentaron diferencias de 0.3 metros y 1.0 metro, respectivamente. Importante destacar que, en el cuarto estrato, el estudio de mecánica de suelos indicó un espesor de 5 metros, extendiéndose hasta una profundidad máxima de 10 metros. Por otro lado, la exploración del subsuelo con el sismógrafo amplió la profundidad explorada hasta 80 metros, revelando un espesor de 19 metros para este mismo cuarto estrato (Tabla XIV). En relación a la inversión de velocidades observada en la exploración estratigráfica, dicha característica se manifestó en frecuencias superiores a 62 Hz, lo que corresponde a profundidades menores a 0.50 metros. Este hallazgo respaldó la información adquirida en campo, donde se identificó la presencia de una capa rocosa en los primeros 0.20 metros de profundidad.

Tabla XIV Comparativa del perfil estratigráfico obtenida del estudio de mecánica de suelos vs. El perfil estratigráfico generado a partir de la curva sintética.

Profundidad	**SMS - 2015**		**Exploración Estratigráfica (Sismógrafo)**		
(m)	Espesor (m)	SUCS (Clasificación)	Espesor (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
0.0	0.5	Top Soil + SM	0.5	178	95
0.5					

1.0	1.3	SM	1.6	463	247.5
1.8					
2.1	3.2	SP	4.2	561	300
2.5					
5.0					
6.3	5	GP-GM	19	1289	689
7.5					
10.0					
24.8	NO EXPLORADO		55	1628	870
50.0					
60.0					
70.0					
80.3					
90.0			NO ANALIZADO		
100.0					

Fuente: Elaboración Propia

4. Discusión de resultados. –

Mediante la comparación entre los resultados provenientes de la exploración experimental utilizando sismógrafos y los modelos matemáticos calibrados con las propiedades antes descritas, se ha constatado que la discrepancia máxima alcanza un valor modesto del 6.9% (según se detalla en la tabla XIII). Este margen de variación, considerado en términos de representatividad estructural, se considera plenamente aceptable. Dichos hallazgos reafirman la representatividad del modelo matemático calibrado como una herramienta para conocer su respuesta ante eventos sísmicos. El estrecho margen de desviación observado refleja la solidez de esta metodología de análisis y su capacidad para ofrecer proyecciones altamente fiables.

La determinación de la velocidad de las ondas S en el estrato de soporte de la cimentación, con un valor medido de 247.5 m/s a una profundidad de 2.0 metros, se presenta como un factor crítico en la caracterización del terreno. Esta medición desempeña un papel fundamental al permitir una estimación precisa de las propiedades que definen la naturaleza del suelo en el estrato de apoyo de una estructura, evitando la necesidad de realizar una calicata de exploración antes de la ejecución. Además, en lo que concierne a los espesores de los estratos, se observa una notable congruencia entre los resultados obtenidos en el campo y los datos capturados por el sismógrafo, como se detalla en la tabla XIV. Esta concordancia entre las mediciones directas y las registradas respalda sólidamente la fiabilidad y pertinencia de las mediciones geotécnicas llevadas a cabo con el sismógrafo. Tal concordancia fortalece la confianza en la integridad y calidad del análisis geotécnico dentro del contexto del proyecto.

5. Conclusiones. - En el contexto del pabellón "María Nieves y Bustamante", se llevó a cabo un estudio exhaustivo considerando las características geométricas, cargas en uso y la resistencia de los materiales basados en datos obtenidos de diamantinas.

Las aproximaciones delineadas en normativas tanto nacionales como internacionales para la estimación del periodo fundamental de una estructura pueden encontrarse limitadas en su aplicabilidad, particularmente en lo que concierne a estructuras de composición mixta. Es en este contexto que surge la utilidad del enfoque de exploración experimental mediante sismógrafos, como método para obtener una determinación precisa de dicho valor. La metodología de exploración experimental con sismógrafos ofrece una vía certera para la obtención del periodo fundamental de una estructura específica, superando las limitaciones asociadas con las fórmulas y enfoques establecidos por las normativas. Este dato adquiere relevancia en una primera fase de evaluación, ya que permite discernir si el modelo matemático propuesto resulta efectivamente representativo de las características de la estructura en estudio. En consecuencia, la combinación de métodos experimentales con la modelización matemática no solo enriquece la precisión de los

resultados, sino que también proporciona una base sólida para la toma de decisiones informadas en lo que respecta al análisis y diseño de estructuras mixtas, optimizando la comprensión de su comportamiento ante cargas y fenómenos sísmicos.
Los valores obtenidos a nivel de la exploración estratigráfica, realzan la importancia de la aplicación de tecnologías como el sismógrafo en la caracterización del suelo, no solo por su capacidad para ofrecer mediciones detalladas y confiables, sino también por la eficiencia y precisión que aportan a la fase inicial de evaluación geotécnica.

6. Agradecimientos. - A la Universidad Católica San Pablo, y en especial al Departamento de Arquitectura e Ingenierías de la Construcción por los equipos sismógrafos utilizados y toda la información propia de la universidad facilitada para la presente investigación.

7. Referencias. –

[1] N. F. Lopez Rivera, J. S. Maldonado Noboa, y L. M. Almache Sanchez, "Structural Health Monitoring of the 'La Estancia' Building of the Catholic University of Cuenca," *Revista cientifica Dominio de las Ciencias*, vol. 7, no. 6, pp. 1446-1463, 2021. DOI: 10.23857/dc.v7i6.2403

[2] A. R. Sánchez, R. Meli y M. M. Chávez, "Structural Monitoring of the Mexico City Cathedral (1990–2014)," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 10, no. 2-3, pp. 254-268, 2016. DOI: 10.1080/15583058.2015.1113332

[3] Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, "Diseño Sismorresistente E.030," 2018.

[4] P. Máximo-Romero, R. Ramos-Aguilar, V. Galindo-López, M. Ávila-Cruz, G. Yáñez-Pérez y D. M. Romano-Cano, "Ambient Vibration Recorded in an 18th Century Religious Edification to Determine Its Dynamic Features," *Boletín de Ciencias de la Tierra,* no. 52, pp. 18-28, 2022. https://DOI.org/10.15446/rbct.n52.105813

[5] A. M. Abdel-Ghaffar y R. H. Scanlan, "Ambient Vibration Studies of the Golden Gate Bridge: I. Suspended Structure," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, vol. 111, no. EM4, pp. 463–482, abril 1985.

[6] Y. Nakamura, J. Saita, E. Dilek Gurler, y R. Engineer, "Dynamic characteristics of leaning tower of Pisa using microtremor-preliminary results," Tokyo, 1999. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/255622539

[7] S. Castellaro, L. Perricone, M. Bartolomei y S. Isani, "Dynamic characterization of the Eiffel tower," *Eng Struct*, vol. 126, pp. 628–640, Nov. 2016, DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.08.023.

[8] J. Wu, N. Hu, Y. Dong y Q. Zhang, "Monitoring dynamic characteristics of 600 m+ Shanghai Tower during two consecutive typhoons," *Struct Control Health Monit*, vol. 28, no. 2, Feb. 2021, DOI: 10.1002/stc.2666

[9] L. C. Suarez Ortiz, "Monitoreo de la salud estructural en edificaciones de altura. Caso Latinoamérica," 2019. [Online]. Disponible en: https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/12831

[10] L. C. Esquivel Salas y V. Schmidt Diaz, "Mediciones de vibraciones ambientales en tres edificios de concreto reforzado de 28, 11 y 6 pisos," *Ing. sísm*, no. 95, pp. 81-103, 2016. [Online]. Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000200081&lng=es&nrm=iso. ISSN 0185-092X. Acceso el 19 de agosto de 2023.

[11] Universidad Católica San Pablo, "Transparencia," 2022. https://ucsp.edu.pe/transparencia/alumnos-matriculados-por-facultad-y-escuela/ (accessed Oct. 12, 2022).

[12] C. Yanqui, "Geología Preliminar de la Ciudad de Arequipa,". Informe Técnico presentado al CISMID, FIC, UNI, Lima, 1990.

[13] C. Yanqui, "Zonificación Geotécnica de Arequipa," in VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Piura, 1990, pp. 623–637.

[14] Y. Nakamura, "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface," *Railway Technical Research Institute*, Quarterly Reports, vol. 30, no. 1, pp. 25-33, enero 1989. Disponible en: http://www.rtri.or.jp/eng/. [Online]. ISSN: 0033-9008.

[15] S. Castellaro y F. Mulargia, "VS30 estimates using constrained H/V measurements," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 99, no. 2 A, pp. 761–773, 2009, DOI: 10.1785/0120080179.

[16] J. B. Mander, M. J. N. Priestley y R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804, agosto 1988. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).

[17] M. Menegotto y P. E. Pinto, "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," in Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973, pp. 15-22, DOI: 10.5169/seals-13741.

[18] F. J. Crisafulli, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills," Tesis doctoral, University of Canterbury, Civil Engineering, 1997.

[19] J. Lermo y F. J. Chávez-García, "Site effect evaluation using spectral ratios with only one station," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 83, no. 5, pp. 1574–1594, 1993. DOI: 10.1785/BSSA0830051574.

[20] J. Lermo y F. J. Chávez-García, "Are microtremors useful in site response evaluation?," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 84, no. 5, pp. 1350–1364, mayo 1994. doi: 10.1785/BSSA0840051350.

[21] M. Ibs-Von Seht y J. Wohlenberg, "Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 89, pp. 250-259, 1999

[22] Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, "Diseño Sismorresistente E.030. 2006."

[23] ASCE 7, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017, pp. 1–889. DOI: 10.1061/9780784414248.

[24] American Association State Highway and Transportation Officials, "C42/C42M-12 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete," 2012. DOI: 10.1520/C0042_C0042M-12.

[25] S. Castellaro, "Soil and structure damping from single station measurements," Soil *Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 90, pp. 480–493, Nov. 2016, DOI: 10.1016/j.soildyn.2016.08.005.

[26] S. Castellaro, "The complementarity of H/V and dispersion curves," *Geophysics*, vol. 81, no. 6, pp. T323–T338, Nov. 2016, DOI: 10.1190/GEO2015-0399.1.